

PROPOSTA DE UMA METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO EXPEDITA DE EDIFÍCIOS DE EXISTENTES DE BETÃO ARMADO

Romain Sousa

Bolseiro de Investigação
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil

Aníbal Costa

Professor Catedrático
RISCO, DECivil,
Universidade de Aveiro

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar Convidado
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil

SUMÁRIO

A avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes tem como quadro de referência a NP EN 1998-3; 2017. A complexidade destes procedimentos, aliada ao reconhecimento de que uma parte significativa do território nacional apresenta uma sismicidade média/baixa, torna a aplicação desta norma complexa para a maioria dos edifícios existentes de pequeno a médio porte.

Neste contexto, foi desenvolvido um estudo probabilístico com o objetivo de definir dois procedimentos alternativos que, não pretendendo substituir a regulamentação existente, permitem avaliar a segurança sísmica de edifícios de uma forma expedita, com base nas propriedades geométricas e mecânicas dos seus elementos verticais.

Não obstante a sua simplicidade, estes métodos permitem assegurar o mesmo nível de fiabilidade estrutural para os diferentes graus de perigosidade sísmica em Portugal, bem como um nível de segurança inversamente proporcional ao nível de complexidade dos mesmos, tendo como referência a NP EN 1998-3; 2017.

ABSTRACT

The seismic assessment of existing buildings is currently based on the NP EN 1998-3; 2017. The complexity of these procedures, coupled with the recognition that a significant part of the national territory presents medium/low seismicity, makes the application of this standard complex for most existing small to medium-sized buildings.

In this context, a probabilistic study was developed aiming to define two alternative procedures that, without intending to replace existing regulations, allow to perform the seismic assessment of buildings in an expeditious way, based on the geometric and mechanical properties of their vertical elements.

Despite their simplicity, these methods allow to ensure equal reliability levels for different degrees of seismic hazard in Portugal while providing a safety level inversely proportional to the level of complexity of the methodologies, taking as reference the procedures proposed in NP EN 1998-3; 2017.

PALAVRAS-CHAVE: Avaliação segurança sísmica, Edifícios existentes, Betão armado

1. INTRODUÇÃO

A evidencia sugere que a implementação de regulamentação sísmica mais avançada pode contribuir para uma redução das perdas causadas por sismos. No entanto, o acréscimo de complexidade introduzido nestes mesmos regulamentos, requer um nível de qualificação elevado por parte dos profissionais que os aplicam, sob pena de os mesmos não serem aplicados corretamente. Desta forma, regulamentos mais simples podem constituir ferramentas importantes no sentido de reduzir a vulnerabilidade das estruturas [1].

Na literatura é possível encontrar diferentes propostas para a avaliação expedita de edifícios existentes, nomeadamente o Método Japonês [2], o P25 Scoring Method [3] ou o FEMA P-154 [4], entre outros. O leitor mais interessado pode encontrar uma descrição e comparação de diferentes métodos de análise sísmica em [5] e [6].

Estes métodos são extremamente importantes na medida em que permitem avaliar, de uma forma expedita, um edifício quanto à sua potencial vulnerabilidade sísmica. Por outro lado, os critérios incluídos nestes procedimentos são estabelecidos com base em pressupostos e tradições construtivas válidos dentro de um determinado contexto e que não são necessariamente válidos quando aplicados a tipologias de edifícios e perigosidades sísmicas características de outro país ou região.

Geralmente, estes métodos são estabelecidos com base em observações de edifícios danificados em condições pós-sismo, pelo que não foram calibrados de forma a conduzirem a resultados compatíveis com uma avaliação da segurança mais específica. Esta limitação pode conduzir a que um determinado edifício verifique a segurança quando analisado à luz de um método simplificado, apesar de não satisfazer os requisitos de análises mais precisas. Por outro lado, por forma a evitar a situação descrita acima, estes métodos podem tornar-se excessivamente conservativos, limitando a utilidade dos mesmos.

Neste sentido, o trabalho apresentado neste documento tem como principal objetivo definir dois procedimentos expeditos que permitam avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão armado existentes em Portugal, sem necessidade de recorrer a análises mais complexas que requerem conhecimentos mais aprofundados em engenharia sísmica. Ao mesmo tempo, estes dois métodos foram calibrados por forma a conduzirem a resultados tendencialmente conservativos em relação à metodologia de referência definida na NP EN 1998-3; 2017 [7].

2. DESCRIÇÃO DAS METODOLOGIAS EXPEDITAS

2.1. Princípios base

A definição das metodologias expeditas foi alcançada enquadrando o presente estudo numa metodologia probabilística, criando um contexto representativo do comportamento estrutural do edificado em Portugal (ver [8]). Num outro trabalho apresentado neste Congresso [8], foi possível estabelecer relações entre a capacidade do edifício, medida em termos de coeficiente sísmico, e o índice de fiabilidade estrutural relativamente à ação sísmica.

Esta relação permitiu definir critérios de avaliação com base num princípio de isofiabilidade, i.e., que estabelece idênticos níveis de fiabilidade estrutural para todas as zonas sísmicas e tipos de terreno, bem como satisfazer um nível de segurança compatível, tendencialmente conservativo, com os procedimentos de referência definidos em [7].

Em última análise, procurou-se estabelecer uma relação entre propriedades genéricas dos edifícios, como a geometria dos elementos verticais e propriedades mecânicas dos materiais, e o índice de fiabilidade dos mesmos tendo em conta o número de pisos do edifício, zona sísmica e classe de terreno.

Neste documento são propostas 4 metodologias de avaliação (Método I a IV), com diferentes níveis de precisão e complexidade, e que se encontram enquadradas num procedimento geral que estabelece as condições necessárias para a aplicação das mesmas (Fig. 1).

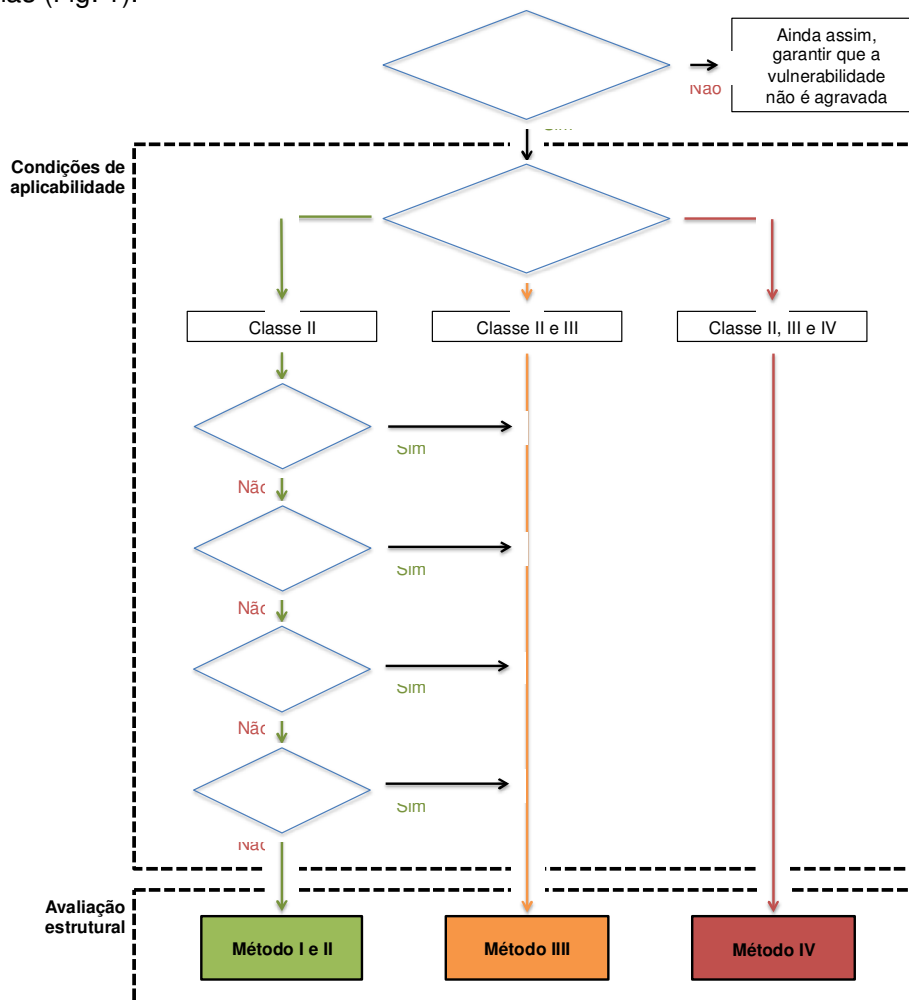


Fig. 1 - Descrição integrada do procedimento proposto para a avaliação de edifícios existentes

De acordo com o fluxograma apresentado, são propostos dois métodos expeditos (Método I e II) que permitem avaliar a segurança sísmica com base nas propriedades geométricas e mecânicas dos pilares do edifício (Método II), ou simplesmente com base na percentagem de área de pilares relativamente à área do piso do edifício (Método I).

O Método III corresponde ao método de referência definido em [7], enquanto o Método IV corresponde a uma metodologia de avaliação probabilística de risco sísmico, amplamente desenvolvida ao longo de várias décadas quer a nível nacional como internacional, *e.g.* SAC/FEMA [9] e [10]. Este último método é recomendado essencialmente para estruturas de classe de importância mais alta, em que a integridade estrutural assume uma relevância adicional num cenário de catástrofe sísmica como sejam hospitais, quartéis de bombeiros, estruturas de proteção civil, entre outras.

2.2. Limitações de aplicabilidade das metodologias

Dado o carácter simplificado que se pretende atribuir às metodologias de avaliação, o campo de aplicação das mesmas deverá ser restrito a edifícios que satisfaçam determinados critérios, estabelecidos com base nas propriedades estruturais, e que conduzam a um comportamento sísmico previsível. Por outro lado, estas condicionantes pretendem também garantir alguma compatibilidade estrutural entre os edifícios a ser avaliados e os modelos numéricos considerados no presente trabalho (ver [8]).

Estes critérios, por si só, não garantem que o edifício apresente uma resistência sísmica adequada, mas permitem identificar potenciais modos de rotura e comportamentos dinâmicos indesejados e, conseqüentemente, garantir condições para que os parâmetros de resistência definidos nestes métodos, que se pretendem de carácter global, possam ser estimados com algum grau de precisão. Por outro lado, é importante que estes critérios não sejam demasiado restritivos, permitindo que as metodologias de avaliação possam ser aplicadas a uma larga fração do parque edificado. Assim, os edifícios devem satisfazer determinados critérios apresentados nas secções seguintes.

2.2.1. Classe de importância

Apesar do contexto probabilístico criado no presente estudo (ver [8]), determinadas estruturas apresentam uma relevância excepcional pela concentração de risco que podem representar ou pela sua utilidade em cenários de resposta a um evento sísmico destrutivo. Assim, optou-se por limitar as metodologias simplificadas apenas a edifícios da classe de importância I e II, adotando a mesma classificação definida em [11].

2.2.2. Número de pisos

A aplicabilidade dos Métodos I e II restringe-se apenas a edifícios com menos de 5 pisos com área de implantação igual ou inferior a 400 m². A limitação do número de pisos pretende garantir que os métodos simplificados são usados apenas em edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise simplificados. A limitação relativa à área de implantação dos edifícios pretende condicionar estes mesmos métodos a edifícios essencialmente de habitação, cuja arquitetura e sistema construtivo se encontra relativamente bem caracterizado.

2.2.3. Regularidade estrutural

As limitações relativas à regularidade pretendem garantir que o edifício em avaliação tenderá a apresentar um comportamento dinâmico previsível e com o mínimo de singularidades que representem potenciais vulnerabilidades durante a ação sísmica.

A regularidade de edifícios é geralmente avaliada segundo critérios em planta e altura e que, dada a sua natural subjetividade, pode apresentar diferentes critérios e valores limites. No presente trabalho optou-se por considerar os critérios apresentados em [11].

Adicionalmente, a aplicação dos Métodos I e II é permitida apenas se, de entre os elementos verticais contínuos, não existirem pilares curtos cuja rotura possa comprometer a estabilidade local ou global da estrutura, ou seja, pilares que, em virtude da sua geometria ou da interação com elementos estruturais ou não estruturais, apresentem uma relação $\frac{M}{Vh} \leq 2.5$, em que M e V são os esforços atuantes nas extremidades dos elementos e h é a maior dimensão da secção transversal.

2.2.4. Interação com edifícios adjacentes

Considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for igual ou inferior a 50 % da altura do edifício a ser avaliado. Adicionalmente, durante um evento sísmico, a interação entre edifícios adjacentes pode conduzir a roturas locais ao nível dos pisos. Estes efeitos podem ser evitados se (1) existir uma junta sísmica entre edifícios de pelo menos 2.2 % da altura do mais baixo, ou (2) o desnível entre pisos estiver dentro dos limites propostos em [12].

2.2.5. Condições geotécnicas locais

Os métodos simplificados I e II são aplicáveis apenas a edifícios situados em terrenos do tipo A, B ou C, como definidos em [11]. Esta regra pretende limitar o uso dos métodos simplificados em estruturas fundadas em terrenos moles ou especiais. Nestes casos é aconselhável a realização de análises adicionais no sentido de avaliar potenciais vulnerabilidades ao nível do solo (e.g. potencial de liquefação) e de quantificar os efeitos de interação solo-estrutura.

3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE ACORDO COM O MÉTODO II

De acordo com o Método II, a segurança sísmica é avaliada comparando o coeficiente sísmico exigido $CS_{D,j}$ para uma dada zona sísmica e tipo de terreno (valores de referência apresentados em [8]), com a capacidade do edifício, também medida em termos de coeficiente sísmico ($CS_{C,j}$), de cada piso j do edifício. Assim, um edifício verifica a segurança sísmica se, para todos os pisos, o coeficiente sísmico que quantifica a capacidade do edifício for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido:

$$CS_{C,j} \geq CS_{D,j} \quad (1)$$

A capacidade do edifício medida em termos de coeficiente sísmico pode ser definida como o rácio entre a resistência horizontal de um piso $V_{H,j}$ e o peso total do edifício correspondente à combinação sísmica de ações W_E :

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} \quad (2)$$

Por sua vez, a capacidade de cada elemento vertical corresponderá ao mínimo da estimativa da sua resistência considerando a hipótese de este desenvolver mecanismos de flexão ($V_{F,i}$) ou de corte ($V_{C,i}$):

$$V_{H,j} = \sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i}) \quad (3)$$

É importante notar que a estimativa da resistência horizontal apresentada na equação anterior reflete a soma da capacidade de todos os pilares. A aceitação de que um edifício é potencialmente vulnerável à ação sísmica pelo facto de um elemento não verificar a segurança parece demasiado conservativa, especialmente no âmbito de um procedimento de avaliação expedito. Afigura-se assim mais razoável admitir alguma capacidade de distribuição das forças sísmicas, até porque os critérios de regularidade a satisfazer para a aplicação dos métodos expeditos garantem de alguma forma que o edifício é regular em planta e não apresenta divergências significativas ao nível da resistência e rigidez dos diferentes elementos verticais.

3.1. Resistência horizontal associada a mecanismos de flexão

Por forma a estimar a resistência efetiva dos pilares de uma forma expedita, é proposta uma expressão analítica que foi calibrada com base nos resultados das

análises estáticas não lineares apresentadas em [8]. Destas análises foram selecionados apenas os pilares cuja curva de capacidade apresente um ramo descendente, e portanto, indicativo de que atingiram a sua resistência horizontal máxima. Esta seleção pretende excluir os elementos que, devido à possível variação de resistência e rigidez dos elementos verticais dentro do mesmo edifício, possam não ter atingido a sua resistência máxima até o edifício perder a sua estabilidade estrutural.

Com base na seleção descrita foram identificados 6 424 pilares distintos, relativos aos edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos. Com base na resposta destes pilares, foi estabelecida uma relação entre a resistência efetiva, que no presente contexto corresponde a resistência determinada através da simulação numérica, e a resistência estimada com base numa expressão analítica que tem em consideração as principais características geométricas e mecânicas do elemento.

A Fig. 2 apresenta os resultados relativos à totalidade dos pilares juntamente com uma regressão independente do número de pisos do edifício (curva a preto). Por forma a assegurar um nível de segurança relativamente à estimativa da capacidade dos elementos, considerou-se uma margem correspondente a um desvio padrão relativamente à regressão obtida, como ilustrado na mesma figura através da curva preta a tracejado.

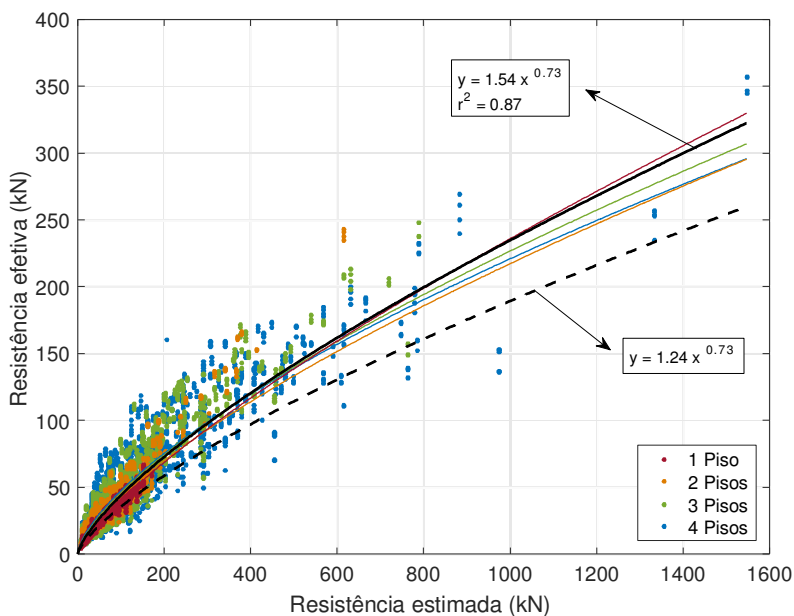


Fig. 2 - Relação entre a resistência efetiva e a resistência estimada considerando os pilares de todos os edifícios.

Em síntese, com base nos pressupostos considerados e nos resultados obtidos, a estimativa da resistência dos elementos verticais devido a mecanismos de flexão pode ser determinada através da Equação (4):

$$V_{F,i} = 1.24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.73} \quad (4)$$

em que b_i , h_i são a largura e altura da secção transversal; $\rho_{l,i}$ é a taxa total da armadura longitudinal; f_{yl} é o valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais e $L_{v,i}$ é a distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão - pode considerar-se $L_{v,i}$ igual a metade da altura do pilar quando bi-encastrado ou igual à altura total do pilar quando em consola.

3.2. Resistência horizontal associada a mecanismos de corte

Existem na literatura diversas propostas para o cálculo da resistência ao corte de elementos de betão armado. No entanto, tendo em conta o enquadramento da metodologia simplificada nos procedimentos de avaliação definidos em [7], optou-se por considerar a equação proposta neste documento:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (5)$$

Dada a sua complexidade, esta torna-se desadequada no âmbito de uma avaliação expedita, tendo-se, como tal, considerado uma versão simplificada desta equação como modelo para a estimativa da resistência ao corte de elementos de BA. Desta forma, foram consideradas algumas simplificações relativamente às suas diferentes componentes.

A primeira parcela, relativa à contribuição do esforço axial, foi eliminada uma vez que a sua contribuição para a resistência é pouco significativa em pilares relativamente esbeltos, geralmente encontrados em edifícios de habitação com reduzido número de pisos. No que respeita ao impacto da ductilidade, que afeta a componente do betão e das armaduras transversais, optou-se por considerar um valor de $\mu_{\Delta}^{pl} = 1$, uma vez que o estado limite a adotar na avaliação simplificada corresponde ao ponto de resistência horizontal máxima, e, portanto, com reduzida ou nula exploração de ductilidade dos elementos estruturais.

Relativamente à armadura longitudinal, adotaram-se os valores mínimos propostos. Assim, considerou-se uma taxa total $\rho_{tot} = 0.5\%$, o que está em linha com os valores mínimos estabelecidos no REBAP [13], que apresenta valores mínimos em função do tipo de aço das armaduras e do esforço axial reduzido. Para a resistência do betão, assumiu-se uma tensão resistente de 10 MPa. Este valor resulta da redução do valor médio associado à classe de betão mais baixa existente em Portugal (B15) pelo fator de segurança (1.5) e de conhecimento (1.35). O valor médio foi estimado adicionando 8 MPa ao valor característico obtido em ensaios com provetes cilíndricos (12 MPa), de acordo com o definido em [13] e [14].

Em resumo, com base nas simplificações consideradas, a resistência relativa ao mecanismo de corte pode ser calculada através da Equação (6), em que parte da contribuição do betão passa a ser contabilizada através de uma tensão transversal equivalente (τ_c).

$$V_{c,i} = 0.87A_{c,i} \left(\tau_c \left[1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_{v,i}}{h_i}\right) \right] + \rho_{w,i} f_{yw} \right) \quad (6)$$

Nesta equação, $A_{c,i}$ é a área da secção transversal do pilar i ; τ_c é tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, tomada como 0.24 MPa; $L_{v,i}$ é distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão - pode considerar-se $L_{v,i}$ igual a metade da altura do pilar quando bi-encastado ou igual à altura total do pilar quando em consola; h_i é dimensão da secção transversal segundo a direção de carga em consideração; $\rho_{w,i}$ é taxa total da armadura transversal; f_{yw} é o valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1.55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1.15 por um fator de conhecimento de 1.35).

4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE ACORDO COM O MÉTODO I

De acordo com o Método I, a avaliação da segurança sísmica é realizada com base na percentagem de área de pilares relativamente à área do piso do edifício. Assim, um edifício verifica a segurança sísmica se, para todos os pisos j , a percentagem de área de pilares existente $A_{PC,j}$ for superior à área de pilares exigida $A_{PD,j}$:

$$A_{PC,j} \geq A_{PD,j} \quad (7)$$

Os valores de percentagem de área exigidos para o primeiro piso são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Percentagem de área de pilares em função da área de implantação dos edifícios para cada zona sísmica e tipo de terreno.

Zona Sísmica	1 piso			2 piso			3 piso			4 pisos		
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C
1.1	2.3	2.9	3.3	3.2	3.9	4.5	3.5	4.3	5.0	3.6	4.4	5.2
1.2	1.8	2.4	2.8	2.5	3.2	3.8	2.7	3.5	4.2	2.8	3.6	4.2
1.3	1.3	1.8	2.1	1.8	2.4	2.9	2.0	2.6	3.2	1.9	2.6	3.2
1.4	0.8	1.1	1.4	1.1	1.5	1.9	1.2	1.7	2.0	1.1	1.6	2.0
1.5	0.4	0.6	0.7	0.5	0.8	1.0	0.5	0.9	1.1	0.5	0.8	1.0
1.6	0.1	0.3	0.3	0.2	0.4	0.5	0.2	0.4	0.5	0.2	0.4	0.5
2.1	0.9	1.1	1.3	1.2	1.4	1.6	1.2	1.5	1.7	1.2	1.5	1.7
2.2	0.6	0.8	1.0	0.8	1.1	1.3	0.9	1.2	1.4	0.8	1.1	1.3
2.3	0.4	0.6	0.8	0.6	0.9	1.1	0.7	0.9	1.1	0.6	0.9	1.0
2.4	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.6	0.3	0.5	0.7	0.3	0.4	0.6
2.5	0.1	0.2	0.3	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4	0.1	0.3	0.4

Os valores de $A_{PD,j}$ a considerar para os pisos superiores pode ser determinado através da Equação (8), multiplicando o valor definido na Tabela 1 pelo coeficiente η definido na Tabela 2, e que tem por base a admissão de uma distribuição triangular de forças sísmicas ao longo da altura do edifício.

$$A_{PD,j} = \eta_j A_{PD} \quad (8)$$

Tabela 2 - Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso j em análise.

Piso	Número pisos edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

Os valores de área exigida apresentados na Tabela 1 foram determinados com base nos valores de coeficiente sísmico exigido definidos em [8]. Para tal foi necessário determinar uma tensão transversal equivalente que, multiplicada pela área dos pilares, permite estimar a resistência horizontal de um dado piso.

Para definir esta tensão considerou-se a mesma base de dados de pilares apresentada na Secção 3.1, sendo que, neste caso, a resistência dos elementos foi determinada com base nas expressões propostas para o Método II (Equação 3). Os resultados obtidos são apresentados na Fig. 3, juntamente com uma função cumulativa da distribuição normal ajustada aos valores calculados. Como se pode verificar, a distribuição apresenta um bom ajuste aos resultados, tendo verificado o teste de Chi-quadrado para um nível de significância de 1 %.

Os resultados apresentados na Fig. 3 mostram que a tensão transversal equivalente varia essencialmente entre 0.15 e 0.55 MPa, apresentando um valor médio de aproximadamente 0.35 MPa. Tendo em conta as simplificações admitidas neste método expedito, optou-se por considerar uma margem de segurança de um desvio padrão relativamente ao valor médio, o que conduz a um valor de tensão de $\tau_{MI} = 0.24$ MPa.

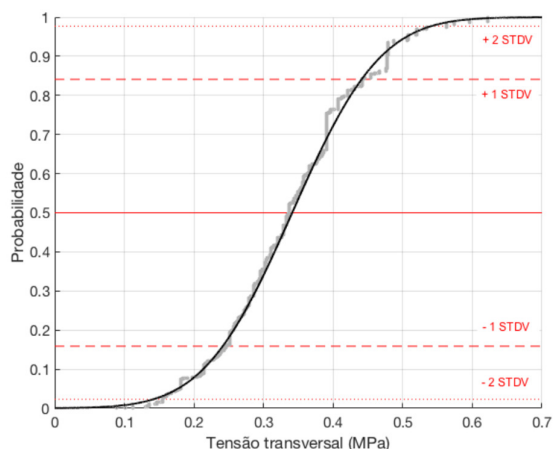


Fig. 3 - Função cumulativa de distribuição dos valores de tensão transversal equivalente.

Nota-se que o valor adotado representa uma estimativa conservativa da tensão transversal equivalente dado que: 1) os elementos estruturais verticais considerados não apresentam disposições construtivas adequadas para a ação sísmica, apresentando baixas taxas de armadura longitudinal e transversal; e 2) a sua resistência é estimada de acordo com as expressões definidas no Método II, o que garante alguma margem de segurança relativamente às expressões apresentados em [7], que compreendem diversos coeficientes de segurança, e que são tidas como referência no âmbito do presente trabalho.

5. AFERIÇÃO DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO

Por forma a aferir a precisão e conseqüente aplicabilidade dos métodos expeditos apresentados, os edifícios gerados no âmbito da análise de fiabilidade (ver [8]) foram avaliados de acordo com os diferentes métodos de avaliação sísmica, nomeadamente o método correspondente aos procedimentos definidos em [7] - Método III, definido como a avaliação de referência, e os dois métodos expeditos propostos neste documento - Método I e II.

Os resultados desta análise refletem mais de 40 000 simulações para cada método de avaliação, que resultam da avaliação de 1254 edifícios para 33 intensidades sísmicas, correspondentes a todas as zonas sísmicas e aos três primeiros tipos de terrenos, conforme se define em [11].

A aplicação dos três métodos de avaliação ao total das análises referidas conduziu às percentagens de situações de falta de segurança sísmica expressas na Tabela 3.

Tabela 3 - Percentagens de situações de falta de segurança.

	Método I	Método II	Método III
1 Piso	68%	53%	22%
2 Pisos	68%	48%	26%
3 Pisos	60%	39%	24%
4 Pisos	49%	32%	24%

A tabela anterior indica que os métodos I, II e III estão, nesta ordem, ordenados do mais conservador para o menos conservador e que as percentagens de situações de falta de segurança obtidas com o Método III não variam significativamente com o número de pisos. Estas percentagens são apenas globais, ou seja, não desagregadas em termos dos graus da sismicidade das zonas sísmicas nem tão pouco discriminam

as situações em que os métodos expeditos são mais, ou menos, conservativos em relação ao método de referência.

Com o objetivo de aferir os métodos expeditos I e II, propostos neste documento, face ao Método III, foi construída a Tabela 4. Em primeiro lugar foram contabilizados os casos em que os métodos expeditos conduzem a resultados que divergiam dos obtidos pelo método de referência e que se definem como resultados “não conformes” como se indica na segunda e quinta coluna da Tabela 4 para o método I e II, respetivamente. Subsequentemente, foram contabilizadas as percentagens de situações de não conformidade que se devem considerar como “falsos positivos” e “falsos negativos”; 3ª e 4ª colunas e 6ª e 7ª colunas, para falsos positivos e falsos negativos e, Método II e I, respetivamente.

Mais concretamente considera-se como verdadeiro (V) quando “o edifício cumpre com os requisitos de segurança sísmica” expressos de acordo com um dado método, e como falso (F) o seu contrário. Assim, interessa contabilizar todas as situações em que cada método expedito conduz a um resultado falso (F), quando o método de referência indica que é verdadeiro (V) – *falso negativo* – e também as situações em que aquele método resultou num verdadeiro (V), quando o método de referência o indicou como falso (F) – *falso positivo*. Todos os outros casos (V∩V ou F∩F) correspondem a situações em que o método expedito foi assertivo.

Um *falso positivo* obtido por um método expedito corresponde, deste modo, a uma situação mais grave (F∩V, resultado não conservativo) do que um *falso negativo* (V∩F, resultado conservativo) uma vez que é atribuída, pelo método expedito no primeiro caso, uma avaliação de segurança sísmica suficiente quando o método de referência a indica como insuficiente. Por outro lado, se um método expedito conduz a muitos *falsos negativos* esse método pode ser considerado como excessivamente conservativo. No presente contexto o ideal para um método expedito corresponde a percentagens de *falsos positivos* e *falsos negativos* próximos de zero.

Tabela 4 - Resultados dos testes de confiança para os dois métodos de avaliação sísmica expedita (Método I e II) em reação ao método de referência (Método III).

Zona Sísmica	Método II			Método I			
	N. conforme	F∩V	V∩F	N. conforme	F∩V	V∩F	
1.1	3.0%	0.0%	100.0%	3.0%	0.0%	100.0%	Sismo afastado Continente
1.2	3.3%	0.1%	99.9%	3.4%	0.0%	100.0%	
1.3	3.9%	0.3%	99.7%	4.5%	0.0%	100.0%	
1.4	3.6%	2.7%	97.3%	6.3%	0.0%	100.0%	
1.5	1.1%	9.7%	90.3%	3.9%	0.4%	99.6%	
1.6	0.1%	32.4%	67.6%	0.1%	17.2%	82.8%	
2.1	3.1%	10.2%	89.8%	5.7%	0.0%	100.0%	Sismo próximo Açores
2.2	2.2%	20.8%	79.2%	5.3%	0.6%	99.4%	Sismo próximo Continente
2.3	1.4%	30.4%	69.6%	4.0%	0.7%	99.3%	
2.4	0.3%	54.1%	45.9%	0.8%	11.5%	88.5%	
2.5	0.1%	69.2%	30.8%	0.1%	73.1%	26.9%	
Portugal	2.0%	7.5%	92.5%	3.4%	0.6%	99.4%	

Notas:

N. conforme - percentagens das situações de avaliação sísmica obtidas para cada método de avaliação expedita e que conduziram a resultados não concordantes com a avaliação de segurança sísmica de referência indicado no NP EN 1998-1 (2010) para cada zona sísmica.

F ∩ V - percentagens de situações que geraram *falsos positivos* tomadas relativamente ao total dos casos **N. conforme** obtidos para cada um dos métodos expeditos e cada zona sísmica.

V ∩ F - percentagens de situações que geraram *falsos negativos* tomadas relativamente ao total dos casos **N. conforme** obtidos para cada um dos métodos expeditos e cada zona sísmica.

A Tabela 4 apresenta as percentagens de *falsos positivos* e *falsos negativos* obtidos para as simulações acima referidas, tomando por base de normalização todas as situações em que os métodos conduziram a avaliações de não conformidade na contabilização das percentagens de *falsos negativos* e *falsos positivos*.

A análise dos valores apresentados permite aferir as percentagens de situações não conformes originadas pelos métodos expeditos, face aos resultados obtidos pelo método de referência, e que são de 2 % e 3.4 % para o Método II e I respetivamente.

Apesar de tais percentagens poderem ser consideradas relativamente marginais, os métodos expeditos apresentam mais casos de avaliações conservativas (92,5% e 99,4%) do que não conservativas. Ou seja, a atribuição de resistência sísmica adequada quando o método de referência o considerou não adequado, situação menos conservativa, foi praticamente inexistente no caso do Método I (0,6%) e baixa no Método II (7,5%).

Genericamente, se se considerar as percentagens desagregadas por zona sísmica, é possível concluir que as situações de não conformidade dos métodos crescem com o aumento de sismicidade das zonas (entre 0,1% a 3,9% e entre 0,1% e 6,3% para os métodos II e I, respetivamente). No entanto, estas não conformidades devem-se sempre a um claro aumento de situações de avaliação conservativa dos métodos expeditos. É de realçar que, das percentagens de avaliação não conformes acima dos 3%, pelo menos 97% corresponderam a avaliações conservativas.

Em conclusão, pode afirmar-se que a aplicação futura dos métodos de avaliação sísmica expeditos propostos neste estudo é conservativa relativamente às avaliações que se poderiam realizar através dos procedimentos definidos em [7].

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta dois métodos expeditos para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado com base num estudo probabilístico. Estes métodos permitem aferir a segurança sísmica com base nas propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais verticais (Método II) ou apenas com base na percentagem de área dos pilares relativamente à área dos pisos do edifício (Método I).

Dado o carácter simplificado dos métodos expeditos foi ainda definida uma série de critérios que condicionam a aplicabilidade destes métodos expeditos e que pretendem excluir edifícios que apresentem características que possam conduzir a roturas localizadas ou a um comportamento sísmico pouco previsível. Por outro lado, a definição dos parâmetros considerados nos métodos expeditos incorpora vários níveis de segurança por forma a conduzir a resultados tendencialmente conservativos relativamente à norma de referência [7].

Por fim, a precisão dos métodos foi aferida com base na realização de mais de 40 000 simulações que compreenderam variações ao nível dos edifícios (nomeadamente no número de pisos) e intensidade da ação sísmica. Esta análise permitiu verificar que em mais de 95 % das situações os resultados obtidos pelos métodos expeditos conduzem à mesma avaliação da metodologia proposta em [7], sendo que, dos casos em que tal não se verifica, apenas em 7.5 % e 0.6 % das situações (para o Método II e I, respetivamente), os métodos expeditos conduzem a avaliações menos conservativas que as obtidas pela metodologia de referência.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Spence, R. (2004) Risk and regulation: can improved government action reduce the impacts of natural disasters?. *Building Research & Information*, 32(5), 391-402.

- [2] JBDPA, (1990) Standard for seismic capacity assessment of existing reinforced concrete buildings. *Japanese Building Disaster Prevention Association*, Ministry of Construction, Tokyo, Japan.
- [3] Tezcan, S., Bal, I., Gulay, F., (2011) P25 scoring method for the collapse vulnerability assessment of R/C buildings. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 34(6), 769-781.
- [4] FEMA P-154 (2015) Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook. *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C. USA.
- [5] Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F., Crowley, H. (2006) Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 472, 43(3), 75-104.
- [6] Rodrigues L. (2009) Metodologias simplificadas de avaliação sísmica de edifícios de BA. *Tese de Mestrado*, Universidade de Aveiro.
- [7] NP EN 1998-3 (2017) Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.
- [8] Sousa, R., Campos Costa, A., Costa A., Candeias P. (2019) Fiabilidade Estrutural de Edifícios Existentes de Betão Armado sem Dimensionamento Sismorresistente. *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa*.
- [9] FEMA-350 (2000) Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. FEMA-350, SAC Joint Venture. *Federal Emergency Management Agency*, Washington DC, EUA.
- [10] Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., Foutch, D. A. (2002) Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, nº 4, pp. 526-533.
- [11] NP EN 1998-1 (2010) Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.
- [12] EPPO (2013) Code of Interventions (KAN.EPE). *Earthquake Planning and Protection Organization (EPPO)*, Athens, Greece.
- [13] REBAP (1983) Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. *Decreto-Lei N. °349-C/83*, Lisboa, Portugal.
- [14] NP EN 1992-1-1 (2010) Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Part 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.